LES AFFOUILLEMENTS DES PONTS EN TUNISIE

Mongi Ben Ouezdou
National Engineering School of Tunis, University of Tunis El Manar





REPUBLIQUE TUNISIENNE الجمهورية التونسية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي والتكنولوجيا

Ministère de l'Enseignement Supérieur, de la recherche scientifique et de la technologie

Direction Générale des Etudes technologiques الإدارة العامة للدراسات التكنولوجية

المعهد العالي للدراسات التكنولوجية بصفاقس

INSTITUT SUPERIEUR DES ETUDES TECHNOLOGIQUES DE SFAX

DEPARTEMENT GENIE CIVIL قسم الهندسة المدنية

ET

جمعية الابداع والتكنولوجيا

L'Association d'Innovation et de Technologies (AIT)

مداخلات الملتقى الدولي

المخاطر في الهندسة المدنية

ACTES DU COLLOQUE INTERNATIONAL

LES RISQUES EN GENIE CIVIL

2004 مارس 18/19 mars 2004

L'AFFOUILLEMENT ET L'EROSION

LES AFFOUILLEMENTS DES PONTS EN TUNISIE

SCOUR OF BRIDGES IN TUNISIA

BEN OUEZDOU Mongi[1] et BOUDRIGA Ali[2]
[1] Laboratoire de Génie Civil, ENIT, Tunisie.
[2] Centre d'Essais et des Techniques de la Construction (CETEC), Tunisie.

RESUME *: Le phénomène d'affouillement affecte la vie des ouvrages d'art sur les cours d'eau (oueds, canaux, …). Nous présentons quelques cas d'ouvrages sujets d'affouillements, en Tunisie. Ensuite, ce phénomène est analysé aussi bien pour l'affouillement général, et l'affouillement de contraction que pour l'affouillement local. Une mise au point, basée sur la littérature, est présentée pour l'évaluation de la profondeur d'affouillement. Enfin, nous présentons quelques solutions adéquates pour la protection contre les affouillements.*

MOTS-CLEFS *: Affouillement, ponts, piles, culées, fondations, enrochement.*

ABSTRACT *: Scour phenomena affects bridges life on streams (weds, canals, …). We present some cases of bridges subject to scour in Tunisia. Then, this phenomena is analyzed as well for general scour and for contraction scour as for local scour. A focus, based on literature, is made for the evaluation of the scour depth. Finally, we present some adequate solutions for the protection against scour.*

KEY-WORDS *: Scour, bridges, pier, abutment, foundations, riprap.*

1. Introduction

L'affouillement représente un phénomène grave pour les ponts. En effet, ce phénomène a causé beaucoup de détérioration, et parfois même des destructions des ponts causant des dégâts humains et matériels dans le monde. En Tunisie, ce phénomène a causé quelques problèmes aux ouvrages conduisant à leur destruction ou à la nécessité de leur renforcement.
Dans cet article, nous présentons le problème des affouillements en Tunisie et nous exposons quelques cas. Ensuite, nous décrivons le phénomène d'affouillement puis les méthodes d'évaluation de leur profondeur. Enfin, nous présentons quelques solutions préventives et curatives des affouillements.

2. Les affouillements en Tunisie

En Tunisie, Le régime de la pluviométrie est très variable : Il passe de la sécheresse à des pluies parfois torrentielles. C'est ainsi que les cours d'eau sont appelés Oueds : lorsqu'il pleut l'eau coule dans l'oued puis celui-ci redevient sec (à part l'oued Medjerda qui est souvent à écoulement permanent). Au moment des fortes pluies, on peut avoir des inondations (des crues), dont la dernière est celle de l'oued Medjerda, survenue en Janvier 2003 (photos 1a et 1b).
Aux moments de l'écoulement des eaux et notamment lors des crues, les effets de l'eau sur les fondations sont masqués à l'observateur par l'écoulement. Récemment, en janvier 2003, nous avons pu assister à des crues de l'oued de Medjerda. Les photos 1a et 1b montrent l'effet de ces crues sur le pont de maçonnerie au centre ville de Mdjez El Bab. Ce sont des moments où un appui peut perdre son assise et partir et par conséquent le pont est détruit ; tel est le cas du pont-rail de la ligne 13 sur oued Gouifla, qui s'est effondré en 1990 (photo 2). C'est pourquoi, dans tels moments, nous devons penser aux moyens de diagnostics in-situ employés à l'échelle internationale.



a



b

Photos 1a et 1b: Inondations de l'oued Medjerda au niveau du pont en maçonnerie au centre ville de Mdjez El Bab (crue de Janvier 2003). Y'a t-il des affouillements au niveau des fondations ?



Photo 2: Destruction du pont-rail sur oued Gouifla suite à un affouillement des piles; Ici nous voyons à droite la culée restant du pont-rail détruit, alors que le pont route (en arrière) est resté sans endommagement. (photo d'après la SNCFT)

Ces moyens, qui ne sont pas encore employées en Tunisie, utilisent des instruments fixes et des équipements géophysiques mobiles (Boehmler et Olimpio, 2000 et Ho et al. 2001). Les instruments fixes sont variés ; nous citons à titre d'exemple le dispositif mécanique à bague de glissement, le mécanisme à tige de glissement et les instruments sonars, qui sont les plus fiables. Les équipements géophysiques les plus employés sont le photomètre (à base de source lumineuse) et le radar à pénétration (GPR : Ground Penetrating Radar). La photo 3 montre un équipement mobile pour la mesure in-situ des paramètres d'affouillement (Boehmler et Olimpio, 2001). La nécessité des études d'affouillements aux USA résulte du fait que dans ce pays l'affouillement est la cause la plus courante de la défaillance des ponts (60%, Ho et Di Stassi, 2001). Mais l'attention à ces problèmes a été attirée suite à la destruction du pont du I-90 sur le ruisseau de Scholarie à New York. En effet, sans avertissement, cinq véhicules ont plongé dans le ruisseau lorsque deux travées du pont sont effondrés le 5 Avril 1987, mettant à mort 10 personnes. Les investigations de cet accident ont révélé que la cause de cette défaillance est l'affouillement du pont.



Photo 3 : Equipement employé pour la mesure de la décharge d'une rivière à New Hampshire (USA) : Grue montée sur un véhicule avec un moulinet de forme E, un compteur de vitesse de type AA et une sonde de 68 Kg de poids. (Boehmler et Olimpio, 2000).

Par contre, en Tunisie, les périodes de sécheresse sont plus longues permettant une détection plus simple de l'affouillement. C'est ainsi, après les périodes de pluies, nous pouvons voir l'effet des eaux sur les fondations et vérifier la présence éventuelle d'affouillement. La photo 4 présente un cas exceptionnel d'un affouillement d'un pont pour lequel ses fondations sont devenues visibles et l'eau avait creusé juste à l'aval du pont pour une profondeur d'environ 4m ! et l'eau a creusé une fosse importante sous l'ouvrage (pont OH-24 sous la RN3E dans le gouvernorat de Sidi-Bouzid, entre Hajeb El Aoun et Sbeitla)..

En deuxième exemple, la photo 5a témoigne la crue du 27 Janvier 2003 survenue sur oued Medjerda au niveau du pont de la RN5 situé à Mdjez El Bab. L'eau a atteint la partie supérieure du tablier et à ce moment-là l'état des fondations est inconnu. Mais pendant la période de décrue, le diagnostic visuel de la culée s'est avéré plus simple (photos 5b et 5c, du Juillet 2003). En effet, la culée côté Béjà, qui était enterrée, a subit un affouillement mettant à nue la tête des piles causé par à cette crue.



Photo 4 : Pont (OH-24) à trois travées dans la région de Sidi Bouzid sous la RN3E,
Ce pont a subi un affouillement de contraction, à l'aval de l'ouvrage, sous les piles (2002).


a


b


c

Photos 5a, 5b et 5c: Pont sur oued Medjerda sous la RN5 au niveau de la déviation de Mdjez El Bab.
5a. Vue longitudinale du pont au moment de la crue (Janvier 2003).
5b. Vue sous le pont, au niveau de la culée, au moment de la décrue (Juillet 2003).
5c. Zoom sur la tête du pieu du 5b.

De même, ce phénomène a été remarqué au pont de l'oued Medjerda à Jedaïda. Au moment des inondations, les eaux ont atteint le tablier et pendant les décrues, un affouillement a été détecté au niveau de la culée, côté Tunis (photo 6).



Photo 6 : Affouillement de la culée du pont sur oued Medjerda au niveau de Jedaïda, suite aux inondations de Janvier 2003.

Lorsque l'oued dévie son lit, il peut attaquer les culées. Tel est le cas du pont sur oued Rmel entre Bouficha et Zaghouan (Photo 7).



Photo 7: Affouillement des appuis (pile et culée) du pont sur oued Rmel entre Zaghouan et Bouficha : affouillement de la culée côté Zaghouan.

Les affouillements peuvent aussi affecter le pont du côté aval. Tel est le cas du pont en maçonnerie sur oued Medjerda à Mdjez El Bab, dont les piles sont protégées par un avant bec (photo 8a) alors que l'eau a attaqué les alentours des fondations du côté aval (photo 8b).




Photo 8a et 8b : Etat de l'appui côté amont et côté aval de l'oued à l'étiage en Juillet 2003 du pont sur oued Medjerda au centre ville de Mdjez El Bab.

Les affouillements peuvent avoir un effet indirect, comme le cas du pont route sur oued Serrat situé entre Tajerouine et Kaalat Snan (entre Kef et Kasserine). A l'amont de cet ouvrage, construit dans les années 80, un second ouvrage ancien, composé de trois dalots doubles, est resté abandonné. A la suite d'une crue de l'oued en 1993, qui d'ailleurs s'est dévié côté Kalaat Snan, un dalot double a été emporté par les eaux mais de manière assez forte pour cisailler une pile formée par deux poteaux du nouveau pont. Ce qui a causé la destruction de deux travées et le tablier a été emporté par les eaux (Photo 9). Dans cet incident, deux personnes ont connu la mort lorsque leur voiture est passée dans le vide des travées emportées. Nous remarquons que la photo montre aussi le pont de type Bailey qui a été installé provisoirement pour rétablir la circulation.

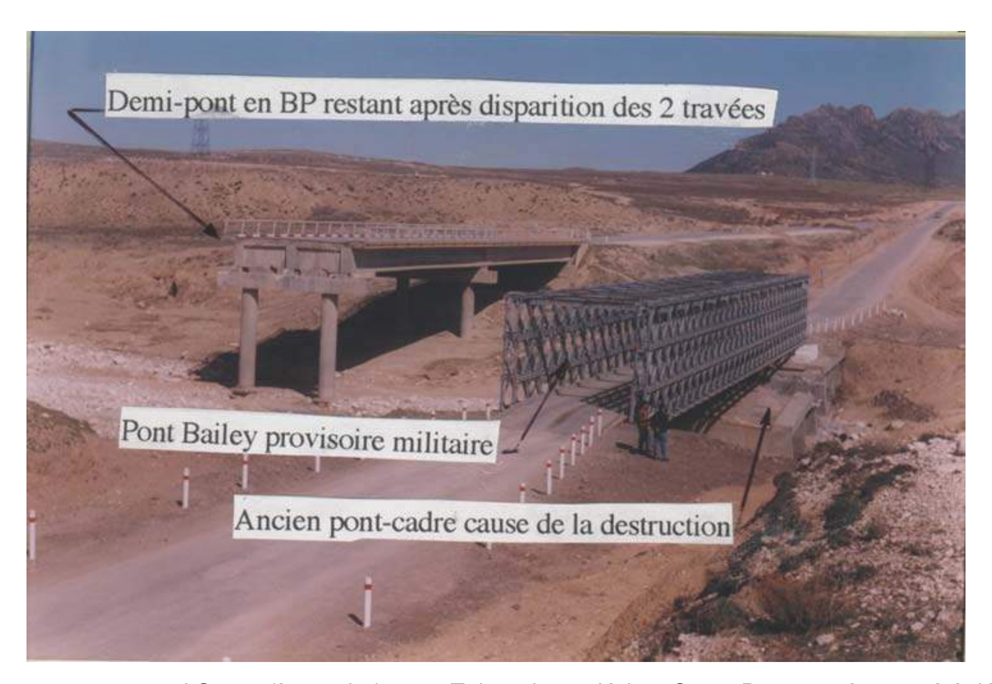


Photo 9: Pont route sur oued Serrat (à gauche) entre Tajerouine et Kalaat Snan. Deux travées ont été détruites suite à un choc d'un dalot sur une pile. Le dalot côté amont a été emporté suite à un affouillement.

Notons enfin l'importance de l'affouillement dans les eaux marines. En effet de tels phénomènes ont été observés (par plongés sous-marine) sous les caissons du pont mobile de Bizerte, suite aux courants marins importants. Un problème analogue est observé aussi

aux culées du pont de la chaussé romaine entre Jerba et Zarzis (photo 10), vue l'existence des courants d'eau marins et qui changent de sens et de vitesse selon la marée. La traversé de l'eau sous ce pont, qui constitue l'unique passage de l'eau à travers la chaussée romaine, a conduit à une brèche de plus en plus profonde au fil des années et un ouvrage de 160 m de long est programmé pour le remplacement de ce pont.



Photo 10: Pont au milieu de la chaussée romaine entre Jerba et Zarzis. Le rétrécissement de passage de l'eau de mer (à travers l'échange de l'eau par la marée) a conduit à un courant d'eau important sous le pont donnant lieu à un affouillement aux droits des culées de l'ouvrage.

3. Description du phénomène d'affouillement

Le processus de l'affouillement a été décrit par Hass et al., 1999 et par Van Tuu, 1981, de la manière ci-après.

L'affouillement est le résultat de l'érosion du lit d'un oued ou de ces berges. Pendant la période d'élévation d'eau durant une inondation, la vélocité de l'eau s'augmente résultant à une augmentation dans les contraintes de cisaillement sur les matériaux au fond du lit. Lorsque les contraintes de cisaillement deviennent suffisamment élevées, les matériaux sont soulevés du fond du lit et transportés plus loin avec le flux. L'entraînement des matériaux peut s'effectuer de trois manières différentes selon leur grosseur (Van Tuu, 1981) :

- Les éléments les plus fins sont mis en suspension et y sont maintenus par le mouvement tourbillonnaire de l'eau ;
- Les éléments moyens progressent par saut ;
- Les éléments les plus gros roulent sur le fond.

Cette migration des matériaux augmente la surface de la section mouillée et, pour satisfaire la continuité du flux, la vitesse du flux à travers la surface affouillée diminue. Quand la vitesse diminue, la contrainte de cisaillement diminue aussi. Eventuellement, un équilibre est atteint et il n'y a plus de migration des matériaux du lit de l'oued. Pendant la période de la fin de l'inondation, la vitesse du flux diminue, permettant aux sédiments en suspension de se déposer. La nature du processus de l'affouillement est donc critique : les fosses d'affouillement deviennent de plus en plus profondes pendant la période d'élévation d'une inondation et puis sont suivies d'un rebouchage pendant la période de la fin d'inondation.

Tous les types des sols sont affouillables : les sables lâches et les argiles peuvent atteindre leur profondeur maximale d'affouillement dans une affaire d'heures ou de jours, alors que les matériaux plus cohésifs peuvent nécessiter des années. Les roches et les matériaux cimentés atteignent leur profondeur maximale d'affouillement dans des décennies.

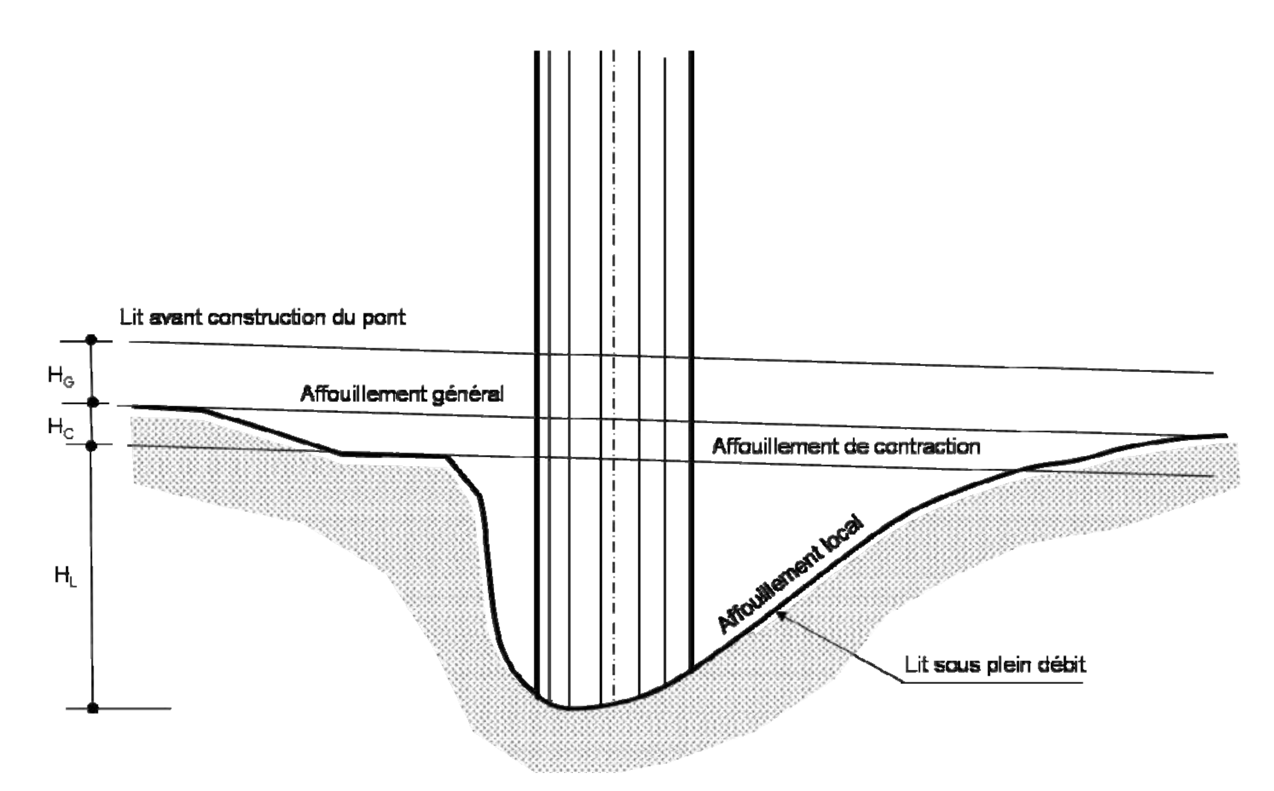


Figure 1 : Les trois types d'affouillement au droit d'une pile d'un pont (d'après Van Tuu,1981).

L'affouillement total, qui se produit dans un oued, peut être décomposé en trois types (Hass et al., 1999 et par Van Tuu, 1981) : Affouillement général, affouillement de contraction et affouillement local (Figure 1).

- Affouillement général ou affouillement normal ; C'est aussi l'aggradation et la dégradation de long terme: C'est un processus de long terme où les matériaux du lit de l'oued sont transportés dans, ou loin de, la débouchée de l'oued. Il se produit dans un lit uniforme et résulte d'une modification du débit. L'aggradation est la nette augmentation dans le dépôt des sédiments et la dégradation est la nette migration des sédiments à partir d'un emplacement.
- Affouillement de contraction (due essentiellement à la présence du remblais d'accès) : Il y a eu lieu aux étranglements dans la section d'un oued. La réduction de l'aire de la section dans un étranglement a pour effet une augmentation dans la vélocité du flux, et donc augmentation des contraintes de cisaillement dans le lit de l'oued. Les moyens d'approches des ponts, les piles et les culées dans le chemin du flux d'eau réduisent l'aire de la section de l'oued et peuvent causer par ailleurs l'affouillement de contraction. Ce phénomène peut avoir pour conséquence de creuser à l'aval d'un pont et mettre en péril l'ouvrage. (photo 4 et 13)
- Affouillement local (due à la présence des piles): C'est le résultat des vortex (tourbillons) formés autour des piles et culées, en forme de fer à cheval, sous les conditions d'inondation (Figure 2, Photos 11 et 12). L'augmentation dans les vitesses du flux dans les vortex a pour conséquence le développement des fosses d'affouillement, qui peuvent être rebouchés pendant l'étape de chute des inondations alors que la vitesse du flux diminue et les sédiments sont capables de tasser. Les fosses d'affouillement local peuvent poser le danger le plus grave pour un pont à cause de leur proximité des piles.

Quand ces trois mécanismes d'affouillement se produisent simultanément, leur effet combiné est appelé *affouillement total*.

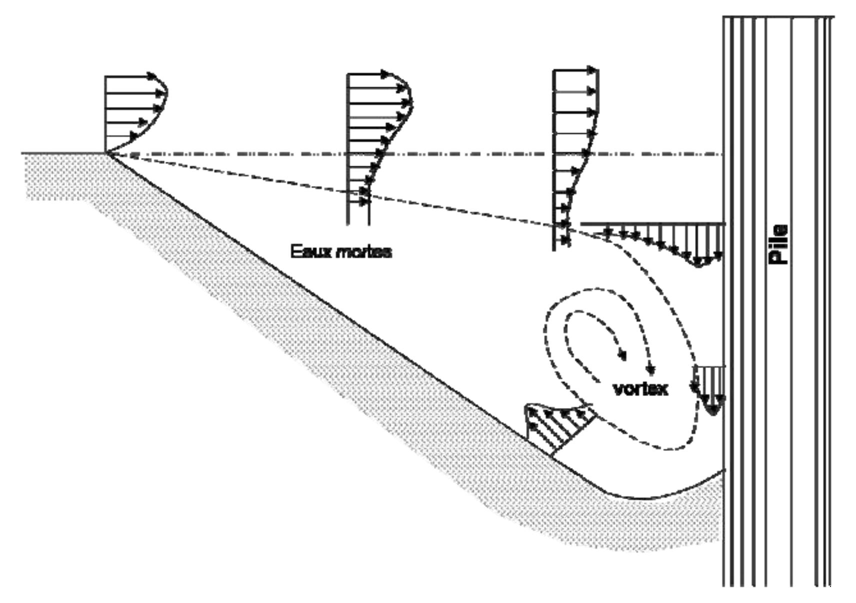


Figure 2 : Vortex d'eau suite à un affouillement local autour d'une pile (Calgaro et Virlogeux , 1991).



Photo 11 : Tourbillon au droit d'une buse qui fonctionne en charge au moment de la crue de l'oued Medjerda (Janvier 2003).



Photo 12 : Vue de dessus du contact eau-chevêtre (tête d'une pile) au moment de la crue de l'oued Medjerda (Janvier 2003).

Si la pile est profilée en forme de coin où présente un avant-bec pointu (photo 8a), on n'observe plus de vortex. Par contre, dans certains cas, un sillage alterné peut se former derrière la pile et il engendre des fosses d'affouillement à l'aval (photo 8b). Ainsi, dans certains cas, un phénomène d'affouillement dû à la contraction est observé au côté aval du pont. A titre d'illustration, ce phénomène a été nettement observé en 1990 à l'aval du pont rail sur oued Abdallah dans la région de Kasserine, pour lequel un affouillement avait entraîné une fosse d'environ vingt mètres de profondeur (photo 13). Après consolidation de cette fosse par des gabions, les chutes d'eau sont spectaculaires (photo 14).

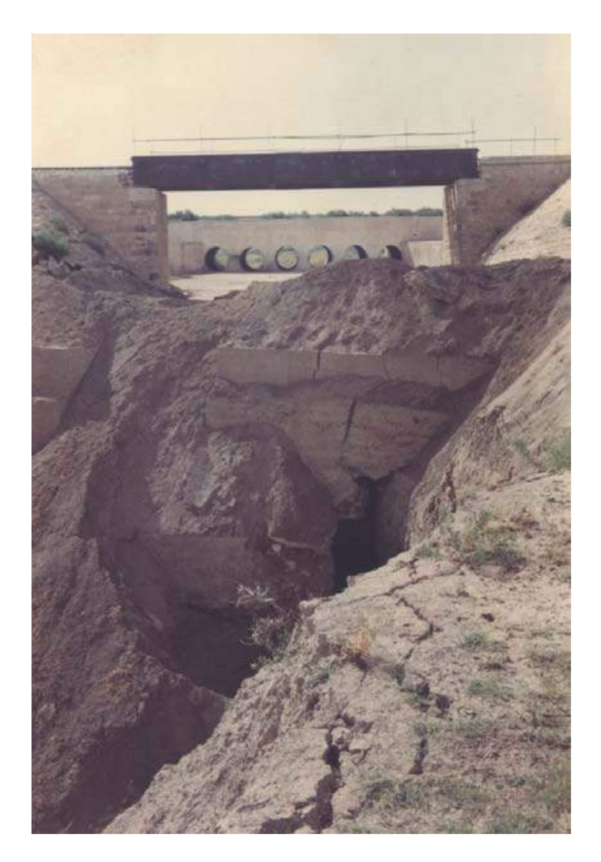


Photo 13 : Vue en face d'un affouillement côté aval du pont-rail sur oued Abdallah, en 1990, sur la ligne 15, dans la région de Kasserine donnant lieu à un trou de 20 m de profondeur.
(Photo d'après la SNCFT)



Photo 14 : Vue de côté de la fosse en aval du pont de l'oued Abdallah après son aménagement en 1994.
(Photo d'après la SNCFT).

4. Evaluation de la profondeur d'affouillement

Un concepteur d'un pont est plus soucieux de se prémunir contre les risques d'affouillement que de calculer avec précision illusoire un phénomène qui est plutôt du ressort des statistiques. Dans ce cas, il vaut mieux retenir une méthode dite « enveloppe » qui peut fournir des valeurs par excès mais plus fiables. Ainsi, et conformément à la description de ce phénomène indiqué dans le paragraphe précédent, la profondeur d'affouillement total au droit des piles d'un pont peut être considérée comme la somme de trois termes (Van Tuu, 1981) :

- 1er terme : H_G ; une profondeur d'affouillement général. C'est celle de la profondeur normale d'affouillement et qui est celle se produisant dans un lit uniforme et résultant d'une modification du débit.
- 2ème terme :H_C ; une profondeur de contraction. C'est la profondeur d'affouillement dû à la réduction de la section de l'oued suite à l'existence des remblais d'accès.
- 3ème terme :H_L ; une profondeur d'affouillement local autour des piles (dû à la présence des piles).

Ainsi, l'affouillement total, H, peut être écrit sous la forme de :

$$H = H_G + H_C + H_L \quad (1)$$

Les facteurs, qui influent sur l'affouillement des ponts, incluent la géométrie du pont et du lit de l'oued, les caractéristiques du plan d'inondation, l'hydraulique du flux, les matériaux du lit de l'oued, les protections du lit, la stabilité du lit et les débris.

Dans les formules qui suivent, les notations suivantes sont employées.

Q_0 : Débit (maximal) du projet (m^3/s),

S_M : Section mouillée (m^2) correspondant au Plus Hautes Eaux (PHE).

B_M : Largeur du lit mineur (m).

d_{90} : Dimension des mailles laissant passer 90% en poids de l'échantillon (m).

4.1. Affouillement général

1er Cas : Lit à sédiments fins (d_{90} < 6 mm) ; la profondeur de l'affouillement général est donnée par la formule de Hayni et Simons , 1968 (Van Tuu, 1981) :

$$H_G = D_0 - \frac{S_M}{B_M} \quad (2)$$

Avec

$$D_0 = 0{,}48 . Q_0^{0,36} \quad (2a)$$

2ème cas : Lit à sédiments grossiers (d_{90} > 6 mm) ; la profondeur de l'affouillement général est donnée par Kellerhalls, 1967 (Van Tuu, 1981) :

$$H_G = D_0 - \frac{S_M}{B_M} \quad (2')$$

Avec

$$D_0 = 0{,}249 . Q_0^{-0,8} . d_{90}^{-0,12} . B_M^{-0,8} \quad (2b)$$

Dans certains cas, des considérations d'ordre pratique peuvent être prise en compte (Calgaro et Virlogeux, 1991). En effet, si dans un passé plus ou moins récent, l'oued a connu une très forte crue entraînant un affouillement général sur une certaine profondeur, les sédiments qui se sont redéposés dans la phase de l'aggradation à la suite de la crue ne présentent pas les mêmes caractéristiques de compacité que les couches sous-jacentes. Alors, en effectuant des essais pressiométriques, on peut déceler une discontinuité nette

dans la courbe de la compacité (rapport du module pressiométrique à la pression limite E/P_L) en fonction de la profondeur en distinguant la couche d'aggradation (Figure 3).

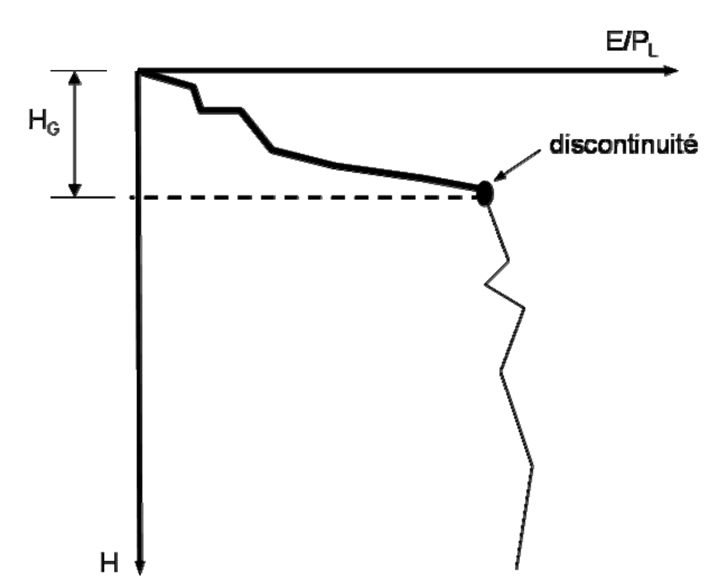


Figure 3 : Courbe illustrative de la compacité (E/P_L) en fonction de la profondeur du sol (H) indiquant la profondeur de l'affouillement H_G.

4.2. Affouillement de contraction

Laursen, en 1963, avait proposé la formule suivante pour la profondeur Hc de l'affouillement par contraction (Laursen, 1963, Van Tuu, 1981, Nicollet, 1982):

$$H_C = D_0 \cdot \left[\left(\frac{0{,}027 \cdot V^2}{D_0^{1/3}} \cdot \frac{d_{50SURF}^{1/3}}{d_{50Hc}^{1/3}} \right)^{3/7} \cdot \left(\frac{B_{Am}}{B_0} \right)^{6/7} - 1 \right] \quad (3)$$

Avec D_0 : Profondeur maximale de l'affouillement (m) ; est donnée par (2a) ou par (2b).
V : vitesse moyenne de l'eau à l'amont de l'oued. (m/s),
d_{50SURF} : dimensions des mailles de tamis carré laissant passer 50% en poids de l'échantillon prélevé à la surface du lit de l'oued au droit de franchissement, (m)
d_{50Hc} : dimension des mailles de tamis carré laissant passer 50% en poids de l'échantillon prélevé au droit de franchissement à la profondeur Hc, (m) ;
B_{AM} : Largeur au miroir du lit mineur de l'oued à l'amont du pont correspondant à la crue du projet (m) ;
B_0 : largeur de la surface libre sous le pont, est prise à B longueur du pont si la débouché linéaire est inférieure à la largeur B_M du lit mineur de l'oued (m).

Dans un premier temps de calcul où H_c est inconnu, on prend pour d_{50Hc} la dimension caractéristique de l'échantillon tapissant la surface du lit à l'endroit du franchissement, soit

$$d_{50Hc} = d_{50SURF} \qquad \text{soit} \qquad \frac{d_{50SURF}}{d_{50Hc}} = 1$$

On refait ensuite un deuxième calcul en prenant la dimension caractéristique de l'échantillon se trouvant à la profondeur calculée, la granulométrie à diverses profondeurs étant connue par les résultats des sondages.

4.3. Affouillement local

La profondeur de l'affouillement local est généralement la plus signifiante des trois types. Cependant, le calcul de la profondeur d'affouillement autour d'une pile à géométrie simple est complexe au point de vue d'approche théorique compte tenu du nombre considérable des variables à prendre en compte. Les principales variables sont :

- ✓ la vitesse d'approche ;
- ✓ le diamètre de la pile ;

- ✓ une dimension caractéristique des matériaux constitutifs du fond et leur densité ;
- ✓ la profondeur amont de l'écoulement ;
- ✓ la densité et la viscosité de l'eau qui varient avec la concentration des matières en suspension ;
- ✓ les caractéristiques des matériaux apportés de l'amont.

1er cas : Pile circulaire sous effet des eaux claires (sans transport des sédiments).
Shen (Shen et al., 1969) avait proposé une formule semi-théorique pour le calcul de la profondeur maximale d'affouillement autour d'une pile cylindrique en eaux claires :

$$H_L = 0{,}277.(V.D)^{0{,}619} \quad \text{(m)} \tag{4}$$

Avec D : Largeur de la pile (m).

2ème cas : Pile sous effet des eaux chargées de sédiments (cas plus fréquent).
Lorsque les eaux sont chargées de sédiments, la profondeur de l'affouillement local n'est plus influencée par la vitesse. Breusers a proposé la formule empirique suivante (Breusers, 1965 et Van Tuu, 1981) :

$$H_L = 1{,}4P \tag{5}$$

Avec P: la largeur de la pile projetée sur un plan perpendiculaire à l'écoulement (m) (figure 4) C'est le diamètre ou l'épaisseur des voiles dans le cas d'un écoulement parallèle aux piles.

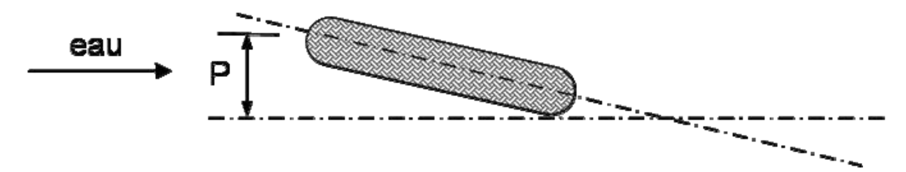


Figure 4 : définition du maître couple P (Van Tuu, 1981).

Cette formule a été par la suite détaillée par Breusers (Breusers et al. 1977, Nicollet, 1982). Ainsi pour une pile cylindrique de diamètre D ou pour une pile à section rectangulaire allongée de largeur D :

$$H_L = 2 \,.\, D \tag{6}$$

Alors que pour une section rectangulaire de largeur D, la profondeur de l'affouillement telle proposée est :

$$HL = 2{,}6\ D. \tag{7}$$

Pour l'affouillement local au pied d'une culée et dans le cas de l'équilibre dynamique, la formule suivante a été à l'origine proposée par Izzard et Bradley (Izzard et Bradley, 1958) puis modifiée par Laraïchi et Vigoureux (Laraïchi et Vigoureux, 1972, Nicollet, 1982) :

$$H_L = 0{,}73\left(\frac{Q_0}{B}\right)^{2/3} D_m^{-1/6} - Y_0 \tag{8}$$

Avec B : distance entre les deux culées (m)
D_m : Diamètre moyen des sédiments (m)
Y_0 : Hauteur de l'eau avant affouillement (PHE). (m)

Aux USA, des mesures sur site pour évaluer la profondeur de l'affouillement ont été entamées par plusieurs chercheurs (Boehmler E.M. et Olimpio J.R., 2000 à New Hampshire, Hass C., Weissmann et Groll T., 1999 au Texas, Ho C.L.. et Di Stassi J.M., 2001 à New England, Lasa I.R. et al., 2002 en Floride). Une revue des formules de calcul de la profondeur d'affouillement a été présentée par Boehmler E.M. et Olimpio J.R., 2000, dont un résumé est donné ci-après. Les formules les plus récentes de calcul d'affouillement sont présentées par des circulaires d'ingénierie d'hydraulique (Hydraulic Engineering Circular), connues par HEC-18. L'édition originale, parue en 1991 (Richardson et al., 1991), a présenté

une formule développée par Richardson et al. (Richardson et al., 1990) à l'université de Colorado State (CSU) pour le calcul de la profondeur d'affouillement valable dans le cas d'eau claire et dans le cas d'eau chargée en sédiments (lit à fond mobile). Cette formule donne la profondeur de l'affouillement H_L au-dessous du lit moyen (en m) et se présente comme suit (Boehmler E.M. et Olimpio J.R., 2000):

$$H_L = 2 y_0 K_1 K_2 \left(\frac{D}{y_0}\right)^{0,65} . F_0^{0,43} \qquad (9)$$

avec y_0 : la profondeur du flux juste à l'amont de la pile (m).
K_1 : Coefficient basé sur la forme du nez de la pile (Tableau 1).
K_2 : Coefficient basé sur l'angle d'attaque du flux approchant et du rapport de la longueur de la pile, L, et de la largeur de la pile, D : L/D. (Tableau 2).
D : Largeur de la pile.
F_0 : Nombre de Froude pour le flux juste à l'amont de la pile. Ce nombre de Froude est donné par : $F_0 = \frac{V_0}{\sqrt{g . y_0}}$

dans laquelle V_0 est la vitesse du flux juste à l'amont de la pile (m/s) et g est l'accélération de la gravité (9,81 m/s^2).

Tableau 1. Facteur de correction K_1 pour la forme du nez de la pile (Richardson et Davis, 1995).

Forme du nez de la pile	K_1
Carré	1,1
Rond	1,0
Cylindre circulaire	1,0
Groupe de cylindres	1,0
Nez tranchant	0,9

Tableau 2. Facteur de correction, K_2, pour l'angle d'attaque du flux approchant et du rapport longueur de la pile et sa largeur (Richardson et Davis, 1995).

Angle d'attaque	Rapport longueur de la pile à sa largeur		
	L/D = 4	L/D =8	L/D = 12
0	1,0	1,0	1,0
15	1,5	2,0	2,5
30	2,0	2,75	3,5
45	2,3	3,3	4,3
90	2,5	3,9	5,0

Des améliorations ont été apportées à cette formule de CSU en introduisant des coefficients K_3 et K_4 dans l'équation 9) dans la dernière révision du HEC-18 (Richardson et Davis, 1995). Ainsi, la profondeur de l'affouillement H_L devient :

$$H_L = 2 y_0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{D}{y_0}\right)^{0,65} . F_0^{0,43} \qquad (10)$$

dans laquelle K_3 est un coefficient basé sur les conditions du lit de l'oued (Tableau 3) et K_4 est un coefficient de correction pour tenir compte de l'effet de blindage par des particules larges dans les matériaux du lit de l'oued. Ce dernier terme est donné par :

$$K_4 = \sqrt{1 - 0,89(1 - V_R)^2} \qquad (10a)$$

Avec V_R : Ratio de vitesse tel que

$$V_R = \left(\frac{V_0 - V_i}{V_{c(D90)} - V_i}\right) \qquad (10b)$$

V_i est la vitesse du mouvement de naissance pour les particules des matériaux du lit au pile, calculée par :

$$V_i = 0,-645\left(\frac{D_{50}}{D}\right)^{0,053} V_{c(D50)} \quad (10c)$$

$V_{c(Dn)}$ est la vitesse critique pour les particules de diamètres D_n (en m) pour lequel n pour cent des diamètres des particules sont plus petit et cette vitesse critique est calculée par :

$$V_{c((Dn)} = 6,19 . y_0^{1/6} . D_n^{1/3} \quad (10d)$$

D_n est le diamètre moyen des particules des matériaux du lit (en mm).

Tableau 3. Facteur de correction K_3 pour les conditions du lit de l'oued.

Condition du lit	Hauteur des dunes, m	K_3
Aucun, aff à eau claire	---	1,1
Lit plat et anti-dune	---	1,1
Petites dunes	3 > H > 0,6	1,1
Dunes moyennes	9 > H > 3	1,1 à 1,2
Dunes larges	H > 9	1,3

Boehmler E.M. et Olimpio J.R., 2000 ont présentés d'autres formules, mais ils ont noté que celle de Shen (équation 4), (Shen et al., 1969) est la plus proche des mesures faites sur site. Les formules assez proches sont la formule de Blench-Inglis II (Blench, 1962 et 1969, Inglis, 1949) et la formule chinoise simplifiée (Gao et al., 1993).
Formule de Blench-Iglis II :

$$H_L = 1,53 D^{0,25} V_0^{0,5} y_0^{O,5} D_{50}^{-0,125} - y_0 \quad (11)$$

Ici, H_L et y_0 sont exprimés en pied, V_0 en pied/seconde et D_{50} en mm (1 pied ≈ 30,5 m).
Formule chinoise simplifiée :

$$H_L = 0,75 K_s D^{0,6} y_0^{0,15} D_m^{-0,07} \left(\frac{V_0 - V_c'}{V_{c(Dm)} - V_c'}\right)^c \quad (12)$$

où :

$$V_{c(Dm)} = \left(\frac{y_0}{D_m}\right)^{0,14} \sqrt{17,6\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right) D_m + 6,05.10^{-7}\left(\frac{10 + y_0}{D_m^{0,72}}\right)} \quad (12a)$$

et

$$V_c' = 0,645\left(\frac{D_m}{D}\right)^{0,053} V_{c(Dm)} \quad (12b)$$

Dans ces formules les variables H_L, y_0, D et D_m sont en m, V_c en m/s. K_s est un coefficient simplifié de la forme des piles. K_s = 1,0 pour les cylindres, 0,8 pour un nez rond et 0,66 pour un nez pointu de la pile. D_m est le diamètre moyen des particules du lit. $V_{c(Dm)}$ est la vitesse critique pour le diamètre moyen des particules. V'_c est la vitesse d'approche associée à la vitesse critique et à l'affouillement de naissance dans la région du flux accéléré de la pile. ρ_s est la densité des sédiments et ρ est la densité de l'eau.
Cette formule chinoise est moins sensitive que les autres équations à la vitesse et aux variables introduites de la profondeur. Elle est l'une des rares équations empiriques qui tient compte, dans le calcul d'affouillement, de l'influence due de la capacité du flux et de la taille des particules du lit que l'oued est capable de transporter.

5. Protection contre les affouillements

De nos jours, en Tunisie, d'une manière préventive, le choix des fondations des ouvrages sur les oueds s'est orienté vers les fondations profondes (pieux) surtout lorsque les pieux travaillent à la pointe. Le choix d'opter pour une fondation profonde est dicté de manière systématique pour tout pont sur un oued, en vue d'éviter les affouillements et ce en mettant le niveau de la fondation en dessous de la profondeur de l'affouillement. En plus, si le site est affouillable, on ajoute des enrochements autour des appuis. Dans le cas d'une fondation profonde, la connaissance de la profondeur de l'affouillement nous incite à ne pas considérer cette profondeur dans l'évaluation de la portance des pieux.

Par contre, le problème le plus grave réside dans les anciens ouvrages pour lequel la nature et la profondeur des fondations sont inconnues. De manière générale, les anciens ponts s'appuient sur des fondations superficielles. Ce qui présente un risque important s'il existe un affouillement. Dans tels cas, et avant aggravation de ce problème (destruction du pont), les fondations peuvent être consolidées par des micropieux, comme le cas du pont-rail sur oued Serrat à ligne 6 dans la région de Kasserine (Photo 15).



Photo 15 : Vue des appuis du pont-rail sur oued Serrat à Kasserine.
A gauche la pile dont les fondations ont été renforcées par des micropieux.
A droite l'autre pile et la culée commencent à subir aussi un affouillement.
(Photo d'après la SNCFT)

Pour les nouveaux ouvrages, il est important de les protéger contre les affouillements, surtout sur un oued à lit affouillable. Il existe plusieurs méthodes de protection contre les affouillements mais l'enrochement est la méthode la plus simple et la moins chère.

5.1. Tapis d'enrochement

Il s'agit de déverser des blocs de roches dans la fosse d'affouillement. Cette méthode est la plus employée en Tunisie. C'est une méthode qui est simple et assez efficace. L'expérience a montré que ce type de protection, quand il est bien exécuté, peut réduire voire même supprimer les affouillements (Van Tuu, 1981). Cependant, il faut veiller à deux précautions :

- ✓ employer un filtre pour éviter l'enfoncement des blocs dans le lit.
- ✓ ne pas avoir des blocs créant une obstruction car le tapis d'enrochement nécessite des recharges fréquentes notamment après de fortes crues qui ont pour effet d'entraîner les enrochements vers l'aval ou vers le fond de la fosse d'enrochement qui se forme autour du tapis d'enrochements.

Ainsi, pour la culée au risque d'un affouillement, on peut l'entourer par des blocs de pierre tel que illustré pour le pont sur oued Medjerda à Sidi Ismail (région de Béjà) construit en 2000 (Photo 16). De même les piles peuvent être entourées par des enrochements, tel que présenté sur les photos 17 et 18 pour le cas du pont de la déviation nord de Hammamet sur oued El Khangua.



Photo 16 : Enrochement englobant la culée d'un pont.

Les dimensions à prévoir sont les dimensions en plan et l'épaisseur du tapis ainsi que l'épaisseur moyenne des blocs d'enrochements.

- ✓ En plan : 3D, où D est le diamètre de la pile.(Figure 5).

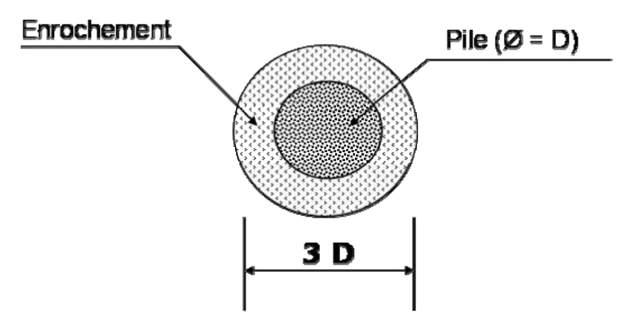


Figure 5 : Dimensionnement en plan de l'enrochement.



Photo 17: Etalement des enrochements autour d'une pile du pont de la déviation nord de Hammamet sur oued El Khangua.

✓ Epaisseur : E_E.

L'épaisseur de l'enrochement E_E est telle que (figure 6) :

$$E_E = \text{Sup}\,(D, 3\Delta) \qquad (13)$$

pour lequel Δ est le diamètre moyen des blocs d'enrochements.

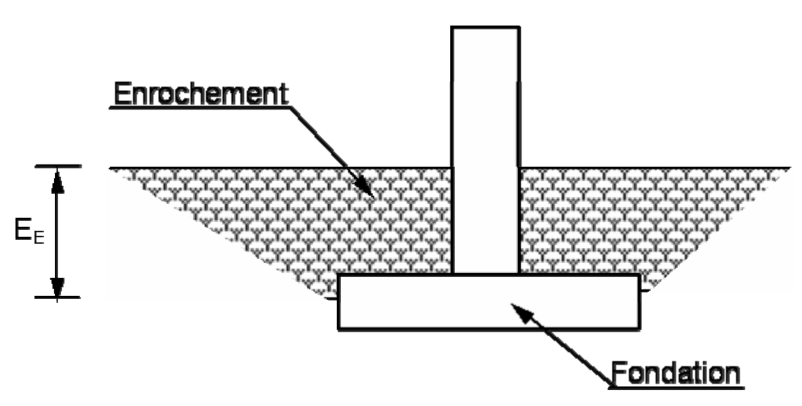


Figure 6 : Profondeur de l'enrochement.

✓ Diamètre des blocs d'enrochements, Δ.

D'après Izbach (Izbach et Khaldre, 1970, Van Tuu, 1981 et Nicollet, 1982), le diamètre des blocs (en m) est donné par :

$$\Delta = 0{,}142 \frac{Q^2}{L_0^2 \, H^2} \frac{\delta}{\delta_B - \delta} \qquad (14)$$

où:
- Q est le débit hydrologique maximum ;
- L_0 : La distance entre les culées ;
- H : Plus Haute Eaux (PHE)
- δ : Poids volumique de l'eau.
- δ_B : Poids volumique des blocs d'enrochements.



Photo 18: Détail des enrochements indiquant l'ordre de grandeur des roches employées autour d'une pile du pont de la déviation nord de Hammamet sur oued El Khangua.

5.2. Protection par îlots

L'idée de protéger une pile par des îlots en amont est de briser le courant incident et par là d'affaiblir le tourbillon générateur de l'érosion. Le nombre de paramètres nécessaires à la conception d'un tel dispositif est important (5 paramètres tel que présentés sur la figure 7), c'est pourquoi aucune loi n'a été encore proposée pour une telle conception.

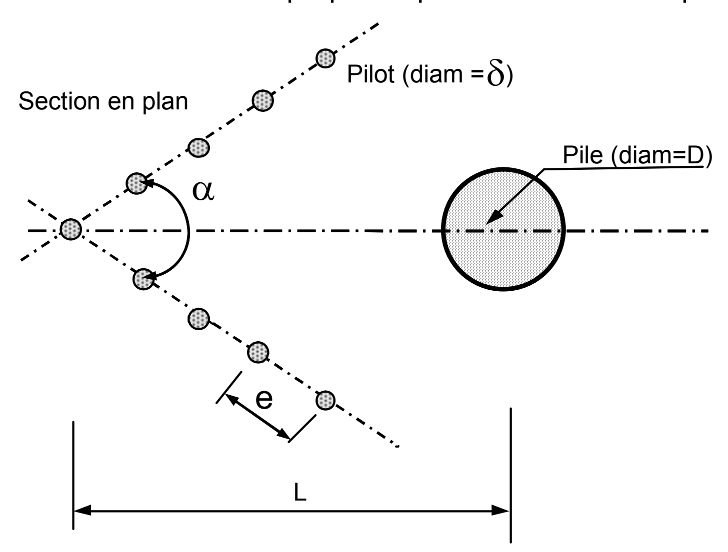
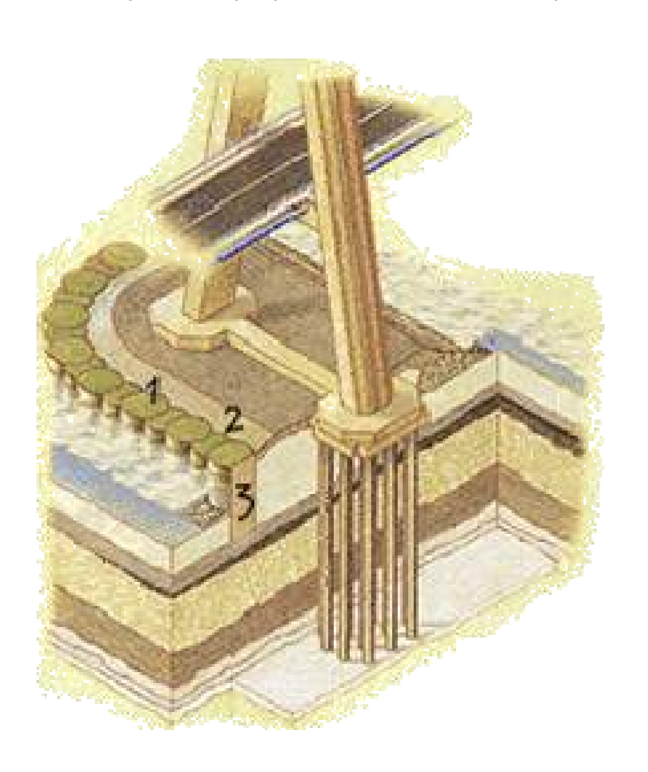


Figure 7 : Vue en plan d'une protection contre l'affouillement par pilots en amont (Chabert et Engeldinger, 1956, Nicollet , 1981).

Un tel dispositif a été réalisé pour la protection du pylône nord du pont à haubans de la Normandie (France), en entourant le pylône par 13 îlots formés par des gabions circulaires de 8,92 m de diamètres (photo 18). Ces îlots sont reliés par 12 gabions de liaison et entourés par des palplanches de 16 m de profondeur.





1 - 13 gabions circulaires de diamètre : 8,92 m **2** - 12 gabions de liaisons **3**- Palplanche de hauteur 16 m.

Photo 19 : Illustration et photo de la protection du pylône nord du pont à haubans de la Normandie (France) par des îlots.

5.3. Protection par avant-bec.

Cette méthode est employée souvent dans les anciens ouvrages et notamment pour les ponts en maçonnerie tel que le pont sur oued Medjerda à Mdjez El Bab (photo 19). L'avant-bec permet de diminuer la vitesse de l'eau et trancher les flots d'eau aux alentours d'une pile.



Photo 19: Protection par avant-bec du pont en maçonnerie sur oued Medjerda au centre ville de Mdjez El Bab.

6. Conclusion

L'affouillement des fondations est un phénomène grave pour les ponts, il peut mettre un ouvrage en péril et causer des incidents mortels surtout en cas de crues. Si la conception actuelle favorise l'emploi presque systématique des pieux lorsqu'on franchie un cours d'eau (oued, canal, …) pour éviter le phénomène d'affouillement, le problème réside dans le cas des anciens ponts pour lesquels les fondations sont souvent superficielles. C'est pourquoi, nous recommandons la nécessité de se doter des moyens de mesures in-situ fixes et mobiles pour le diagnostic des ponts en cas de crue.

Remerciements

Nous exprimons nos remerciements à la SNCFT pour l'aide de ses ingénieurs et en particulier à Mme Sfayhi L. pour nous avoir fournie des photos des ponts-rails (photos 2, 13, 14 et 15). Nous remercions aussi Monsieur Lasa I., ingénieur au Département de Transport de Floride pour nous avoir envoyé de la documentation sur des études récentes sur les affouillements aux USA.

7. Bibilographie

Blench T., *Discussion of "Scour at Bridge Crosings",* par Laursen E.M., Transaction of the American Society of Civil Engineers, V. 127, part I, N° 3294, pp180-183, 1962. (en Anglais).

Blench T., *Mobile Bed Fluviology*, Edmonton, Alberta, Canada, Presses de l'Université d'Alberta, 1969. (en Anglais).

Boehmler E.M. et Olimpio J.R., *Evaluation of Pier-scour Measurement Methods and Pier-scour Predictions with Observed Scour Measurements at Selected Bridge Sites in New Hampshire,1995-98,* US geological Survey, Water-resources investigations final report 00-4183, FHWA-NH-RD-12323E, New Hampshire, USA, Nov 2000. (en Anglais).

Breusers, Nicollet G. et Shen H.W., *Local Scour Around Cylindrical Piers*, Journal of Hydraulic Research, Vol. 15, N°3, pp 211-252, 1977.

Calgaro J.A. et Virlogeux M., *Projet et Construction des Ponts: Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages Courants,* Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp 37-52,1991

Chabert et Engeldinger, *Etude des affouillements autour des piles des ponts*, Laboratoie Nationale d'Hydraulique, Chatou, 1956.

Gao , *Pier Scour Equations Used in China*, in Proceedings of the Hydraulics Division Conference, American Society of Civil engineers, pp1031-1036, 1993. (en Anglais)

Hass C., Weissmann J. et Groll T., *Remote Bridge Scour Monitoring: A Priorization and Implementation Guideline,* Reasearch Report N° 7-3970-1, Center for transport research et el., Texas Department of Transportation, May 1999. (en Anglais).

Ho C.L. et Di Stassi J.M., *Development of Priority Based Statewide Scour Monitoring Systems in New England,* Report N°NETCR 24, The New England Transportation Consortium, Aug 2001. (en Anglais).

Inglis S.C., *The behavior and Control of Rivers and Canals*, Poona Research Station, rapport du CWPIN, publication N° 13, Partie II, Poona, Inde, 1949. (en Anglais).

Izzard et Bradley, *Field verification of model tests on Flow through Highway Bridges and Culverts*, 7th Hydraulics Conference, Iowa, 1958.

Izbach et Khaldre, *Hydraulics of River Channel Closure*, Butterworths, 1970. (en Anglais).

Kothyari U.C. et Ranga Raju K.G., *Affouillement Autour des Digues en Epi et des Butées de Pont,* Journal of Hydraulic Reasearch, Vol. 39, N°4, 2001. (en Anglais).

Laraïchi et Vigoureux, *Règles générales concernant l'implantation des ponts au-dessus des cours d'eau*, Travail ENPC, 1972.

Lasa I.R., Hayes G.H. et Parker E.T., *Remote Monitoring of Bridge Scour Using echo Sounding Technoloy,* Florida department of Transportation, Corrosion Research laboratory, Communication personnelle, 2002. (en Anglais).

Laursen, An Analysis of relief Bridge scour around bridged piers and abutments, Proceeding ASCE Hydraulic Division, 1963. (en Anglais).

Müller G., Mach R. et Kauppert K., *Relevé des Affouillements au Droit des Piles de Pont par Projection Moiré,* Journal of Hydraulic Research, Vol. 39, N°5, 2001. (en Anglais).

Nicollet G., *Hydraulique des Ouvrages de Franchissement des Vallées Fluviales,* La Houille Blanche, N°4, pp289-308, 1982.

Richardson E.V., Simons D.B. et Julien P.Y., *Highways in the River Environment,* Federal Highway Administration, National Highway Institute Course, Participant Notebook, Publication N°FHWA-HI-90-016, 1990. (en Anglais).

Richardson E.V, Harrison L.J., Richardson J.R. et Davis S.R., *Evaluating Scour at Bridges*, 1ème Edition, Federal Highway Administration Hydraulic Engineering Circular 18, HEC-18, publication N° FHWA-IP-90-017, 1991. (en Anglais).

Richardson E.V.et Davis S.R., *Evaluating Scour at Bridges*, 3ème Edition, Federal Highway Administration Hydraulic Engineering Circular 18, HEC-18, publication N° FHWA-IP-90-017, 1995. (en Anglais).

Shen H.W., Schneider V.R. et Karaki S.S., *Local Scour Around Bridge Piers,* Journal of the Hydraulics Division of the American Society of Civil Engineers, V. 95, N°HY6, pp1919-1940, 1969. (en Anglais).

Van Tuu N., *Hydraulique Routière,* BCEOM, pp188-205, 1981.